

局部座屈を考慮した円形鋼管柱構造の地震時応答

安 井 信 行*

Seismic Responses of Circular Steel Tube Column
Structures Considering Local Buckling

YASUI Nobuyuki

This paper presents the results of seismic response analysis of circular steel tube column structures considering local buckling by using a new analytical model reported in reference 10). These results are compared with the results of response analysis using the generalized plastic hinge method, and show the necessity of considering local buckling in order to predict the gradually deteriorating behavior under seismic loading.

1. 序

多層骨組の柱材は、地震時に繰返し曲げと転倒モーメントによる変動軸力を同時に受ける。局部座屈を生じる柱材の最大曲げ耐力や変形能力は、径厚比だけでなく作用する軸力の大きさによっても異なるため、多層骨組が倒壊に至るまでの弾塑性挙動を適切に把握するためには、柱材の変動軸力と局部座屈による耐力劣化を考慮できる解析方法が必要となる。

G. A. Morris¹⁾らは、軸力一曲げモーメント相関関係に塑性流動則を用いた一般化塑性ヒンジ法を定式化した。この方法により、柱材の弾塑性挙動に及ぼす変動軸力の影響を評価可能になった。また、井上、小川²⁾は、一般化塑性ヒンジ法にPragerの歪硬化則を導入した一般化硬化塑性ヒンジ法を提案し、塑性化部位に軸力変動を伴うブレース構造の弾塑性挙動を追跡可能とした。一方、石田³⁾や、和田ら⁴⁾は、1次元有限要素法を骨組に適用

し、少なくともバイリニアの応力度—歪度関係に対しては材料非線形や幾何非線形を導入した解析が、当然のこととして軸力が変動しても可能になった。

一般化塑性ヒンジ法や一般化硬化塑性ヒンジ法に用いられる材料非線形は完全弾塑性型やbi-linear型に限定されるため、局部座屈による耐力劣化挙動は表現できない。局部座屈を生じて耐力劣化する柱材を含む骨組の弾塑性解析を、塑性ヒンジを用いて行う場合には、単純ヒンジが使われる場合^{5~7)}が多い。この場合、単部材の解析や実験によって得られた劣化型の曲げモーメント—回転角関係をヒンジの復元力特性として与えるが、変動軸力を受ける柱材を対象とする場合は、予め軸力の変動履歴を予測した上で、ヒンジの復元力特性を与える必要がある⁷⁾。一方、骨組の弾塑性解析に1次元有限要素法を適用する場合は、柱材の変動軸力を容易に扱うことができるが、局部座屈による柱材の耐力劣化挙動を表現しようとするれば、応力度—歪度関係に劣化勾配を与えなければなら

* 工学部 建築学科 助教授
2003年12月2日受付

ない⁹⁾。大井ら⁹⁾は、柱材の変動軸力と局部座屈等による耐力劣化を考慮して骨組の地震応答解析を行うことができる簡易部材モデルを提案している。この解析モデルは複数の履歴バネからなる弾塑性要素を材端に配置したもので、変動軸力を容易に扱えるが、1次元有限要素法と同様に履歴バネには劣化型の履歴則を必要とする。

柱材のモーメント一回転角関係を劣化型の復元力特性で定式化するには、軸力比や変位振幅等のすべてのパラメータに関する多くの実験結果を必要とし、径厚比や材質が異なれば、さらに個々の復元力特性を定式化しなければならない。また、1次元有限要素法や履歴バネを用いる場合も、異なる径厚比や材質に対して個々の復元力特性を定式化する必要がある。このような手続きが必要となる理由は、断面変形を伴う局部座屈問題が、その複雑さから、曲げモーメント一回転角関係や応力-歪関係に局部座屈の影響を入れるという形に置き換えられたためである。

それに対し著者は、局部座屈を生じる冷間成形円形鋼管柱を対象に、以下の3つの条件を満足する局部座屈解析モデルを提案した¹⁰⁾。

- ・素材の応力-歪関係には劣化型の復元力特性を与えず、素材試験から得られた劣化勾配のない応力-歪関係を用いる。
- ・局部座屈によって生じる部材断面の幾何学的な変形を考慮する。
- ・鋼構造骨組の冷間成形円形鋼管柱に適用して、動的応答解析が可能である。

本論文は、文献10)で提案した解析モデル(以下、本解析モデルと称す)を用いれば、局部座屈を考慮した円形鋼管柱構造の地震応答解析が可能であることを示した上で、本解析モデルを用いた解析結果と局部座屈を考慮できない解析モデルを用いた解析結果とを比較することを目的としている。そこで、本解析モデルを用いて円形鋼管片持柱と円形鋼管柱を持つ1層1スパン骨組の地震応答解析を行い、その解析結果を局部座屈を考慮できない既往の解析モデル(以下、既往モデルと称す)を用いた解析結果と比較する。ここで既往モ

デルは、代表として一般化塑性ヒンジを用いた解析モデルを採用した。片持柱は一定軸力を受ける円形鋼管柱構造であり、1層1スパン骨組(以後、骨組と称す)は円形鋼管柱が変動軸力を受ける円形鋼管柱構造である。

2. 解析モデル

2.1 本解析モデルの形状と解析パラメータ

解析対象となる片持柱および1層1スパン骨組の本解析モデルを図1に示す。本解析モデルの柱は外径 D 、管厚 t の円形鋼管をモデル化したもので、固定端である柱脚には局部座屈を表現するための局部座屈域を配置している。骨組を構成する円形鋼管柱の柱頭は、円形鋼管柱の100倍の断面積を持つ弾性部材で構成されたトラスとピン接合されている。片持柱の柱頭、および骨組のトラス上部節点には水平方向の振動だけに応答する質点が設けられており、質点の鉛直方向慣性力は無視す

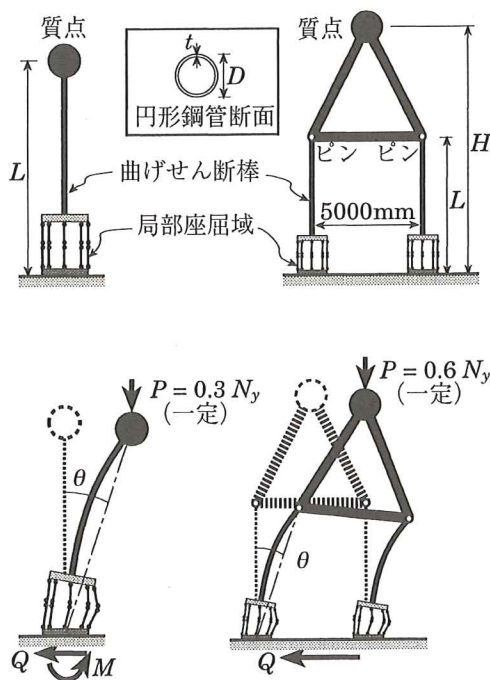


図1 本解析モデル

る。質点の質量は、片持柱と骨組の固有周期が0.6秒となるように本解析モデルの初期水平剛性を用いて設定する。また、質点の位置には、柱の平均軸力比が0.3となるよう一定の鉛直方向力 P を与える。片持柱、骨組ともに柱の高さは L 、骨組の質点までの高さは H とし、骨組のスパンはすべて5000mmとする。図1に示す N_y 、 M 、 Q 、 θ は、それぞれ円形鋼管柱の降伏軸力、柱脚の曲げモーメント、層せん断力、および層間変位角である。

解析パラメータは径厚比 D/t 、円形鋼管柱の高さ L 、質点の高さ H 、および入力地震動である。径厚比 D/t は20, 30, 40, 50, 60, 80の6種類とし、円形鋼管柱の高さ L は1200mmと1500mmの2種類、質点の高さ H は $2L$ 、 $6L$ 、 $12L$ の3種類とした。円形鋼管柱の有効細長比 ($2L/i$ 、 i は断面2次半径) は、 $L=1200\text{mm}$ の場合34.4~35.7、 $L=1500\text{mm}$ の場合43.0~44.6である。

骨組の場合、円形鋼管柱に作用する軸力の変動量は質点の高さ H によって変化し、 H が大きいほど軸力の変動量は大きくなる。骨組の円形鋼管柱に生じる軸力比の変動量を以下に示す。

・ $L=1200\text{mm}$ の場合

$H=2L$: 約 ± 0.024 , $H=6L$: 約 ± 0.12

$H=12L$: 約 ± 0.24

・ $L=1500\text{mm}$ の場合

$H=2L$: 約 ± 0.025 , $H=6L$: 約 ± 0.12

$H=12L$: 約 ± 0.26

この軸力比の変動量は、径厚比や入力地震動、解析モデル（本解析モデルと既往モデル）が異なっても、ほとんど変わらない。

表1 円形鋼管柱の断面寸法と機械的性質

$\frac{D}{t}$	D (mm)	t (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	m
20	200	10.0	351	521	5.13
30		6.67	340	528	4.79
40		5.00	332	531	4.61
50		4.00	326	534	4.47
60		3.33	322	536	4.38
80		2.50	314	539	4.23

2.2 応力度—歪度関係

表1には円形鋼管柱の断面寸法と機械的性質を示す。円形鋼管の外径 D は全て200mmとし、径厚比 D/t が所定の値となるよう板厚 t を設定している。表1に示す σ_y と σ_u は、それぞれ0.2% off-set 降伏応力度と真応力による引張強さである。0.2% off-set 降伏応力度 σ_y と公称応力による引張強さ σ_u^* は、次式で表される越智らが提案したSTK400の統計量¹¹⁾を用いて算定した。

$$\sigma_y = 4.56 \left(\frac{D}{t} \right)^{-0.0803}, \sigma_u^* = 4.78 \left(\frac{D}{t} \right)^{-0.0034} \quad (1)$$

ただし、(1)式の単位は t/cm^2 である。

本解析モデルで使用する真応力による引張強さ σ_u は、(1)式の公称応力による引張強さ σ_u^* と塑性歪の非圧縮性を用いて求めている。また、表1に示す m は、次式で表されるRamberg-Osgood型の応力度—歪度関係における歪硬化の度合を表す指数（歪硬化パラメータ）である。

$$(\text{弾性域}) \quad \varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (2)$$

$$(\text{弾塑性域}) \quad \varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002 \left\{ 1.5 \left(\frac{\sigma}{0.6\sigma_y} - 1 \right) \right\}^m$$

2.3 入力地震動と解析条件

解析に用いた入力地震動は、El Centro NS, Taft EW, Hachinohe EW, JMA-Kobe NS, BCJ-L2の5種類である。

入力地震動の大きさは、層せん断力が以下の式を満たすように基準化した。

$$\text{片持柱: } \frac{M_{pc}/L}{Q_{e\max}} = 0.25 \quad (3a)$$

$$\text{骨組: } \frac{2M_{pc}/L}{Q_{e\max}} = 0.25 \quad (3b)$$

ここで、 M_{pc} は円形鋼管柱の軸力を考慮した全塑性モーメント、 $Q_{e\max}$ は解析モデルが弾性応答する場合の最大層せん断力である。(3)式は解析モデルの構造特性係数 D_s が0.25となるように入力地震動の大きさを調整したものと見なせる。

地震応答解析における粘性減衰定数は1%，数値積分にはNewmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、時間

増分は固有周期の1/500以下となるよう設定した。

2.4 既往モデル

既往モデルの片持柱および骨組を図2に示す。この柱の柱脚には、軸力—曲げモーメント相関関係に塑性流動則を適用した一般化塑性ヒンジを用いている。一般化塑性ヒンジの降伏曲面は、図3に示すように無次元化軸力 N/N_y と無次元化モーメント M/M_p の関係を余弦関数で与えたもので、応力—歪関係は歪硬化のない完全弾塑性型を用いている。既往モデルに与える円形鋼管の寸法と質点の質量、および入力地震動の最大加速度は、本解析モデルに用いるものと同じである。

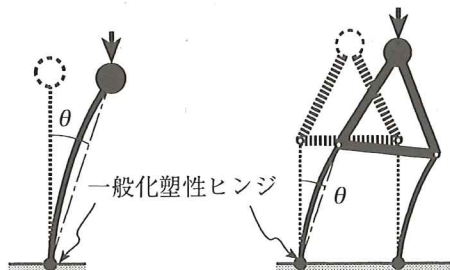


図2 既往モデル

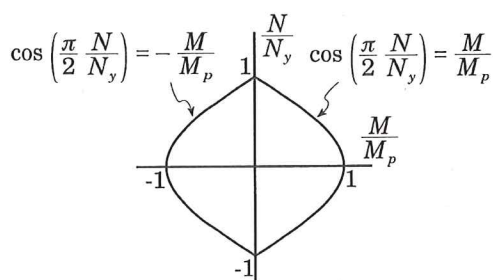


図3 塑性ヒンジの降伏曲面

3. 解析結果および考察

3.1 層間変位角の時刻歴

図4(a)~(c)には、柱の高さ H が1200mmで、El Centro NSの入力地震動を与えた片持柱と骨組の層間変位角 θ の時刻歴の例を示す。ここで、層

間変位角 θ は、軸力を考慮した円形鋼管柱の全塑性モーメント M_{pc} に対する弾性変位角 θ_{pc} で除して示している。図4中の×印は、円形鋼管柱の復元力が鉛直方向力 P を支えることができなくなった点であり、倒壊を表している。

図4に示す層間変位角 θ の時刻歴によれば、本解析モデルも既往モデルも、軸力比が一定である片持柱に比べて、軸力比が変動する骨組の方が層間変位角 θ の一方向への片寄り大きく、軸力比の変動量大きいものほど顕著になっている。これは、本解析モデル、既往モデル共に、変動軸力が層間変位角 θ に与える影響を評価可能であることを表わしているが、径厚比 D/t をパラメータとして比較すると、本解析モデルと既往モデルの間には大きな差が見られる。すなわち、本解析モデルの応答解析結果は径厚比 D/t が大きくなるに従って層間変位角 θ の一方向への片寄りが大きくなるのに対し、既往モデルでは D/t が大きくなるに従って層間変位角 θ の一方向への片影りは小さくなるという、本解析モデルの応答解析結果とは逆の傾向を示している。

3.2 最大変位応答

3.2.1 本解析モデルと既往モデルの比較

全ての入力地震動に対する本解析モデルと既往モデルの最大変位応答を比較するため、図5(a), (b)に本解析モデルと既往モデルの最大層間変位角の関係を示す。図の横軸は既往モデルによる最大層間変位角 $\theta_{\max\text{既}}/\theta_{pc}$ 、縦軸は本解析モデルによる最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本}}/\theta_{pc}$ であり、いずれも軸力を考慮した円形鋼管柱の全塑性モーメント M_{pc} に対する弾性変位角 θ_{pc} で除している。図中のプロットは、解析対象が倒壊しなかった場合は最大層間変位角を示し、倒壊した場合は矢印をつけて倒壊時の層間変位角を示している。プロットの記号および矢印の向きが示す倒壊状況に関する説明は、図5の下に示している。

図5(a)に示す柱の高さ L が1200mmの片持柱のうち、本解析モデル、既往モデルともに倒壊しない場合(矢印なし)、既往モデルの最大層間変位角

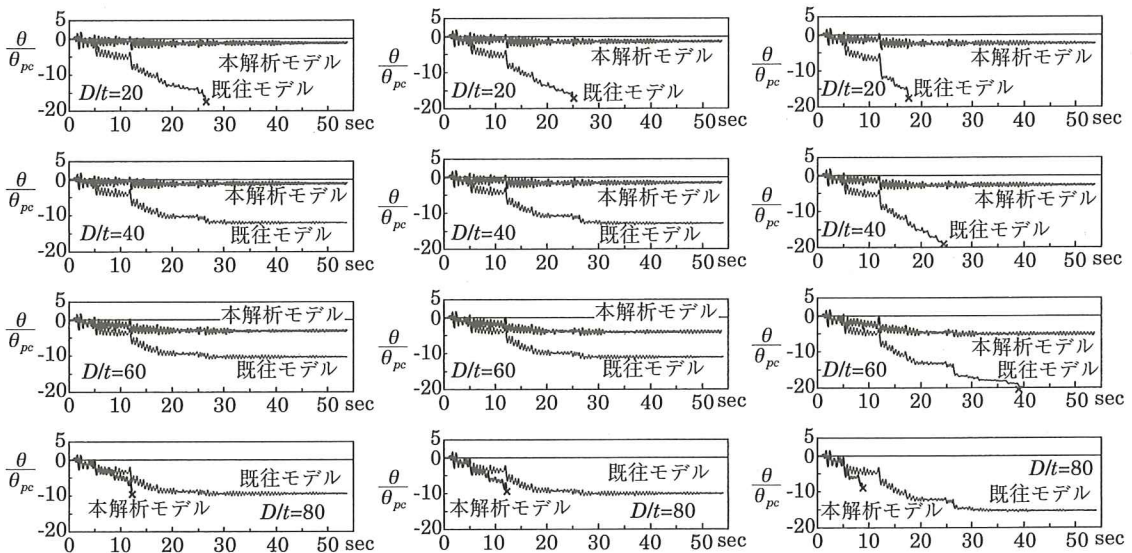
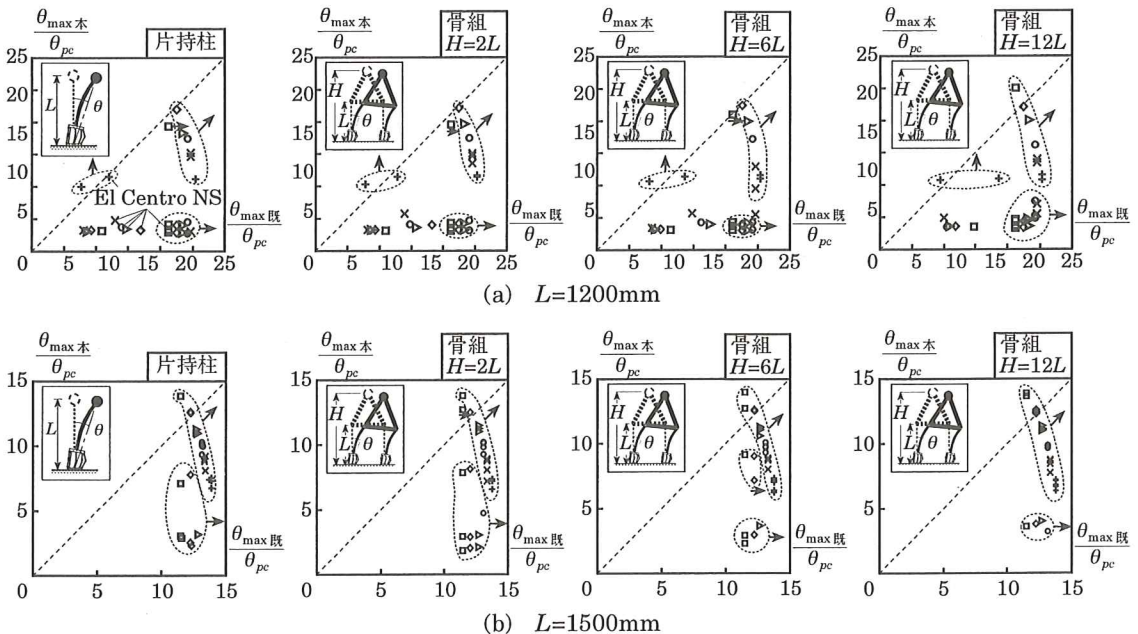


図 4 (a) 層間変位角の時刻歴
(片持柱)

図 4 (b) 層間変位角の時刻歴
(骨組, $H=2L$)

図 4 (c) 層間変位角の時刻歴
(骨組, $H=12L$)



(a) $L=1200\text{mm}$

(b) $L=1500\text{mm}$

D/t					
20	30	40	50	60	80
◇	□	▷	○	×	+

矢印なし	本解析モデル：倒壊しない 既往モデル：倒壊しない	↑	本解析モデル：倒壊する 既往モデル：倒壊しない
→	本解析モデル：倒壊しない 既往モデル：倒壊する	↗	本解析モデル：倒壊する 既往モデル：倒壊する

図 5 既往モデルと本解析モデルの最大変位応答の比較

は本解析モデルの最大層間変位角に比べて大きい。また、既往モデルでは倒壊するが、本解析モデルでは倒壊しない片持柱（右矢印→で示す）においても、本解析モデルの最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本}}/\theta_{pc}$ は小さく、3 以下となる場合もある。しかし、柱の高さ L が 1200mm で径厚比 D/t が 80 の場合には図 5(a)、本解析モデルは倒壊するが、既往モデルは倒壊していない（上矢印↑で示す）。これは本解析モデルが局部座屈を考慮可能であるのに対し、既往モデルは局部座屈を考慮できないためである。

図 5(a)において、入力地震動が El Centro NS の場合、本解析モデルでは径厚比 D/t が大きくなるに従って最大変位応答が大きくなるが、既往モデルでは径厚比 D/t が大きくなるに従って最大変位応答が小さくなっており、片持柱、骨組ともにこの関係は同じである。この関係を明瞭に示すため、倒壊しなかった片持柱を対象に、径厚比 D/t と最大変位応答の関係を図 6 に示す。図の横軸は径厚比、縦軸は最大変位角 $\theta_{\max\text{本}}/\theta_{pc}$ 、および $\theta_{\max\text{既}}/\theta_{pc}$ である。柱の高さ L が 1500mm の既往モデルは全て倒壊したため、図 6 には柱の高さ L が

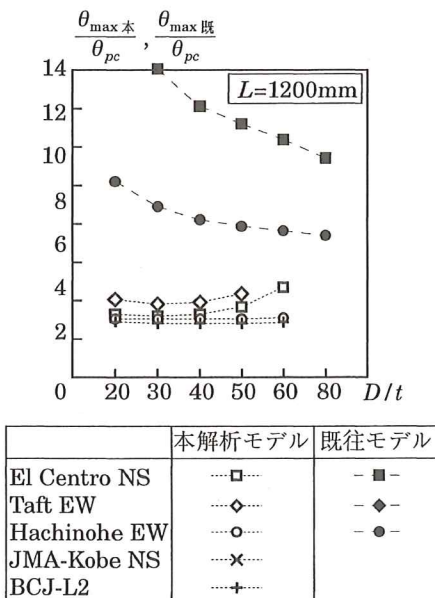


図 6 径厚比と最大変位応答の関係

1200mm の場合のみ示している。図 6 によれば、既往モデルの最大変位応答は径厚比が大きくなるにしたがって小さくなるが、本解析モデルの最大変位応答は径厚比が大きくなるにしたがって大きくなる傾向を示している。また、入力地震動が同じ場合、既往モデルの最大変位応答は本解析モデルのそれよりも大きい。

本解析モデルと既往モデルに生じる上記の違いは、既往モデルが「歪硬化による耐力上昇」を考慮しておらず、「局部座屈による耐力劣化」を表現できないことが原因である。図 7 には、柱の高さ L が 1200mm の片持柱に軸力比 0.3 の一定軸力 P を与え、柱頭に水平方向力 Q を静的に加えた場合のせん断力と層間変位角の関係を示す。実線は既往モデル、破線は本解析モデルである。径厚比 D/t が 20 の場合を除けば、既往モデルの倒壊時層間変位角は本解析モデルよりも大きい。既往モデルは歪硬化による耐力上昇を考慮しないため、径厚比 D/t が小さい場合は既往モデルの倒壊までのエネルギー吸収量は本解析モデルよりも小さくなる。一方、径厚比 D/t が大きい場合、既往モデルは局部座屈による耐力劣化を表現できないため、倒壊までのエネルギー吸収量は本解析モデルよりも大きくなる。また、本解析モデルは径厚比 D/t が大きくなるに従って耐力劣化勾配は大きくなるが、既往モデルの場合は径厚比 D/t が大きくなるに従って僅かではあるが耐力劣化勾配は小さくなる。これは、軸力比を 0.3 と一定としたため径厚比

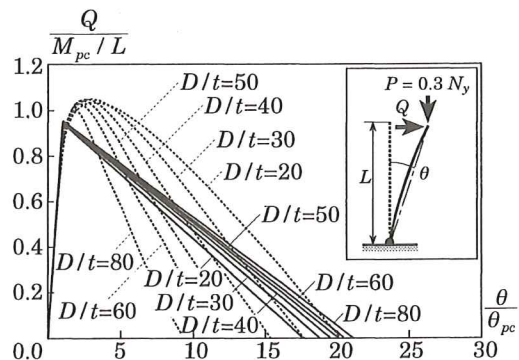


図 7 単調静的载荷のせん断力と水平変位の関係

D/t が大きいものほど軸力が小さくなり、 P - Δ 効果の影響が小さくなったためと、径厚比 D/t が大きくなると細長比が小さくなるためである。

3.2.2 変動軸力の影響

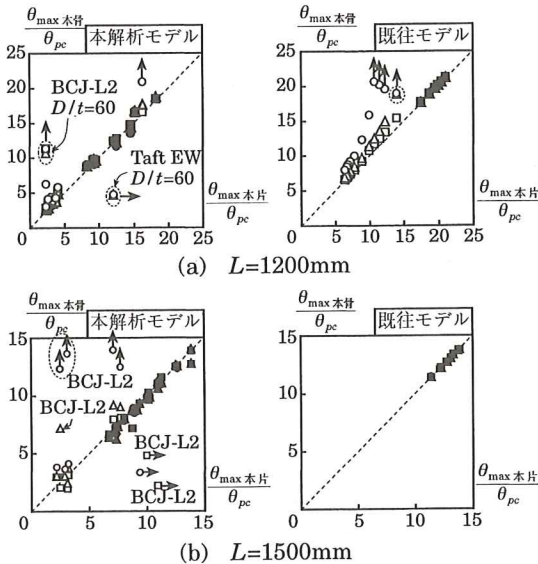
図 8 (a), (b) には、骨組の最大層間変位角と片持柱の最大層間変位角の関係を示す。横軸は軸力変動のない片持柱の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本片}}$ (本解析モデル), $\theta_{\max\text{既片}}$ (既往モデル), 縦軸は円形鋼管柱に変動軸力のある骨組の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本骨}}$ (本解析モデル), $\theta_{\max\text{既骨}}$ (既往モデル) であり、いずれも θ_{pc} で除して基準化している。

図 8 (a), (b) 示す片持柱と骨組の最大変位応答の比較では、既往モデルと本解析モデルの結果に明らかな差が見られる。図 8 (a) に示す既往モデルを用いた片持柱と骨組の最大変位応答の比較 (柱の高さ $L=1200\text{mm}$) では、変動軸力 (質点の高さ H) が大きいものほど骨組の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{既骨}}$ は大きくなり、片持柱の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{既片}}$ よりも必ず大きい値を示している。図 8 (a) に示す

本解析モデルを用いた片持柱と骨組の最大変位応答の比較においても、変動軸力 (質点の高さ H) が大きい骨組ほど、その最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本骨}}$ が大きくなる傾向は見られるが、本解析モデルの場合には、片持柱では倒壊するが骨組では倒壊しない円形鋼管柱構造 (右矢印→で示す) が見られ、必ずしも $\theta_{\max\text{本骨}}$ が片持柱の最大変位角 $\theta_{\max\text{本片}}$ よりも大きくなるとは言えない。また、既往モデルを用いた場合、片持柱の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{既片}}$ が大きいものほど骨組の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{既骨}}$ も大きくなるのに対し、本解析モデルを用いた場合、片持柱の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本片}}$ が小さい場合でも骨組の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本骨}}$ が大きくなる場合があり、倒壊する骨組もある。

図 8 (b) に示す片持柱と骨組の最大変位応答の比較 (柱の高さ $L=1500\text{mm}$) では、既往モデルを用いた場合は片持柱も骨組もいずれも倒壊したため両者の最大変位応答は等しいが、本解析モデルを用いた場合は図 8 (a) と同様に、片持柱では倒壊するが骨組では倒壊しない場合や、片持柱の最大変位角 $\theta_{\max\text{本片}}$ が小さい場合でも骨組の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本骨}}$ が大きくなる場合がある。

図 8 (a), (b) に示す本解析モデルを用いた片持柱と骨組の最大変位応答の比較において、片持柱では倒壊するが骨組では倒壊しない結果 (右矢印→で示す) が得られているが、骨組の円形鋼管柱に作用する軸力の変動量と明確な関係は見られない。一方、片持柱の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本片}}$ が小さい場合でも骨組の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{本骨}}$ が大きくなる現象は、変動軸力の影響により生じたと考えられるが、この現象はいずれも入力地震動が BCJ-L2 の場合に生じている。柱の高さ L が 1200mm で円形鋼管の径厚比 D/t が 60 の片持柱と、柱の高さ L が 1200mm , 質点の高さ H が 2400mm で円形鋼管柱の径厚比 D/t が 60 の骨組に、いずれも入力地震動として BCJ-L2 を与えた場合の本解析モデルの応答解析結果を図 9 (a), (b) に示す。図 9 (a) は層間変位角の時刻歴であり、図 9 (b) は層せん断力と層間変位角の関係である。図 9 (a), (b) に示すように、柱の軸力が一定である片持柱の最大層間



	片持柱も骨組も 両方とも倒壊	片持柱か骨組か どちらか倒壊	片持柱も骨組も 両方とも倒壊しない
$H=2L$	■	□→▲	□
$H=6L$	▲	△→▲	△
$H=12L$	●	○→○	○

図 8 片持柱と骨組の最大変位応答の比較

変位角は θ_{pc} の2.5倍程度であるが、変動軸力を受ける骨組の層間変位角は θ_{pc} の10倍を超えて倒壊している。

入力地震動 BCJ-L2 は主要動の継続時間が長く、図9(a)、(b)に示した片持柱や骨組は多数回の正負交番の塑性変形履歴を受ける。片持柱には一定軸力が作用するが、骨組の円形鋼管柱には鉛直方向力 P による軸力に加えて転倒モーメントによる変動軸力が作用し、片持柱よりも高い軸力が作用する状態が生じる。したがって、骨組の円形鋼管柱に生じる局部座屈の変形は片持柱のそれよりも大きくなり、この状態を多数回繰返すと骨組の円形鋼管柱には片持柱よりも多くの局部座屈の変形が蓄積される。そのため、図9(a)、(b)に示すように、一定軸力の片持柱は倒壊しなくても、変動軸力を受ける骨組は多数回の正負交番の塑性変形履歴を受けて倒壊に至る。このような現象を表現できるのは、本解析モデルが局部座屈の幾何学的な変形を考慮し、多数回の正負交番の塑性変形履歴に伴って蓄積される局部座屈の変形と、局部座屈による耐力劣化を表現可能なためである。

山崎らは、局部座屈による耐力劣化を考慮しない鋼柱に、転倒モーメントによる変動軸力と繰返し曲げを作用させた静的解析¹²⁾を行っている。その結果、対称な平面骨組であれば転倒モーメントによる変動軸力は層の復元力特性にほとんど影響を与えないことを示している。図8(a)に示す既往モデルを用いた片持柱と骨組の最大変位応答の比較によれば、片持柱の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{既片}}$ が小さくなれば、 $\theta_{\max\text{既片}}$ と骨組の最大層間変位角 $\theta_{\max\text{既骨}}$ との差は小さくなる傾向がある。したがって、局部座屈を考慮せず、最大層間変位角が小さい場合には山崎らの結果は図8(a)の結果と対応するが、図9に示したように、局部座屈による耐力劣化を考慮した骨組が主要動の継続時間の長い地震動を受ける場合は、変動軸力の影響が顕著に現れる場合がある。この原因は先に述べたように、変動軸力により高軸力比となる柱の局部座屈変形が、多数回の正負交番の塑性変形履歴を受けて徐々に蓄積するためであり、図9の結果は、変動軸力と局部座屈による耐力劣化挙動を同時に評価することが重要であることを示している。

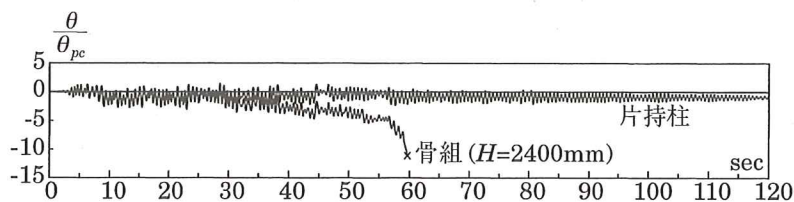


図9(a) 片持柱と骨組の層間変位角の時刻歴 (BCJ-L2, $L=1200\text{mm}$, $D/t=60$)

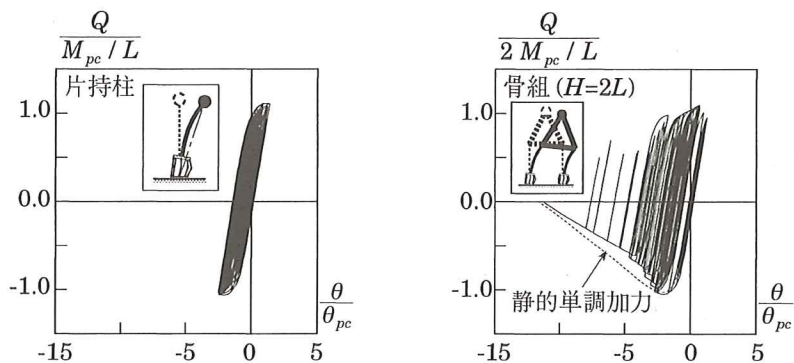


図9(b) 層せん断力と層間変位角の関係 (BCJ-L2, $L=1200\text{mm}$, $D/t=60$)

4. 結 語

本論では、冷間成形円形鋼管柱の非対称局部座屈解析モデル（本解析モデル）を用いて、円形鋼管片持柱と円形鋼管柱を持つ1層1スパン骨組の地震応答解析を行い、既往の解析モデルの代表として一般化塑性ヒンジ（既往モデル）を用いた解析結果と比較した。片持柱は一定軸力を受ける円形鋼管柱構造であり、1層1スパン骨組は円形鋼管柱が変動軸力を受ける円形鋼管柱構造である。片持柱と1層1スパン骨組の地震応答解析結果より、以下の結論を得た。

- 1) 本解析モデルを用いると、片持柱と1層1スパン骨組の最大層間変位角は径厚比が大きくなるに従って大きくなる。一方、既往モデルを用いると、最大層間変位角は径厚比が大きくなるに従って小さくなる。これは、既往モデルが「歪硬化による耐力上昇」と「局部座屈による耐力劣化」の2点を考慮できないためである。
- 2) 主要動の継続時間が長い地震動を受ける骨組に局部座屈による耐力劣化を考慮すれば、変動軸力の影響が顕著に現れる場合がある。この原因は、変動軸力を受けて高軸力比となる柱の局部座屈の変形が、多数回の正負交番の塑性変形履歴を受けて徐々に蓄積するためである。したがって、多層骨組が倒壊に至るまでの弾塑性挙動を適切に把握するには、柱材の変動軸力と局部座屈による耐力劣化を同時に評価することが重要となる。
- 3) 本解析モデルは、円形鋼管の寸法と素材の応力度－歪度関係のみ与えれば、歪硬化による耐力上昇と局部座屈による耐力劣化の過程を表現可能である。そのため、本解析モデルを用いれば、耐力劣化型のモーメント－回転角関係や応力－歪関係を実験結果に基づいて定式化する必要がなく、円形鋼管柱の径厚比の違いによって異なる弾塑性挙動を示す鋼構造骨組の地震時応答を予測可能となる。

参考文献

- 1) G. A. Morris and S. J. Fenves : Elastic-Plastic Analysis of Frameworks, Proc. of ASCE, Journal of Structural Division, Vol.96, No. ST5, pp.931-946,1970.5
- 2) 井上一朗, 小川厚治 : 鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究 その2。塑性設計架構の弾塑性応答性状に関する考察, 日本建築学会論文報告集, 第268号, pp.87-98, 1978. 6
- 3) 石田修三, : 有限要素法の建築構造への応用, 土木学会関西支部講習会テキスト, 建築技術者のための有限要素法の基礎と応用, pp.185-210, 1973
- 4) 藤本盛久, 和田章, 白方和彦, 小杉立 : 筋違付き鉄骨ラーメンの弾塑性解析に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第209号, pp.41-51, 1973. 7
- 5) 松井千秋, 吉住孝志 : 鉄骨ラーメンの弾塑性変形性状に及ぼす局部座屈の影響, 日本建築学会論文報告集, 第345号, pp.50-60, 1984. 11
- 6) 與田香二, 黒羽啓明, 小川厚治, 今井克彦 : 幅圧比の大きい溶接 H 形鋼を用いた一層骨組の復元力の評価と耐震設計への応用, 日本建築学会構造系論報告文集, 第424号, pp. 79-90, 1991. 6
- 7) 山田哲, 秋山宏 : 局部座屈を伴う鋼部材の挙動に立脚した多層骨組の弾塑性応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第463号, pp. 125-133, 1994. 9
- 8) Uchida, Y. and Morino, S. : Limit of Axial Force Ratio for Degrading Steel Beam-Columns Involving Local Buckling, 日本建築学会構造系論文報告集, 第425号, pp. 57-68, 1991. 7
- 9) 孟令樺, 大井謙一, 高梨晃一 : 鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, 第437号, pp. 115-124, 1992. 7
- 10) 安井信行 : 軸力と曲げを受ける円形鋼管の局部座屈挙動解析に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第561号, pp.201-208, 2002. 11
- 11) 越智健之, 黒羽啓明 : 冷間成形円形鋼管部材の耐力と変形能の統計的評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第391号, pp.59-70, 1988. 9
- 12) 山崎真司, 見波進 : 変動軸力と繰返し水平力を

受ける鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究,
日本建築学会構造系論文集, 第519号, pp.
95-102, 1999. 5